

تخمین درجه‌ی همبندی دیوار برشی فولادی هم‌بسته با استفاده از زمان تناوب سازه

مجید قلهکی* (دانشیار)

علیرضا یطرف (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۷)
دوره‌ی ۲ - ۳۴، شماره‌ی ۱/۳، ص. ۱۰۹-۱۰۱، (پادداست نشی)

در سال‌های اخیر، استفاده از سیستم سازه‌ی دیوار برشی فولادی، رشد زیادی داشته است. دیوارهای برشی فولادی، عموماً پیرامون هسته تعبیه می‌شوند، لیکن برای دسترسی به هسته در برخی دهانه‌ها اجرا نمی‌شوند و در دهانه‌های مذکور، از تیر همبند برای اتصال دیوارها استفاده می‌شود. مشخصات تیر همبند، در سیستم سازه‌ی دیوار برشی فولادی تأثیر زیادی در اندرکنش دیوارها دارد که با شاخصی به نام درجه‌ی همبندی تعریف می‌شود. تخمین درجه‌ی همبندی پیش از طراحی ضروری است، ولی پیچیده و وقت‌گیر است. لذا در نوشتار حاضر، با انتخاب مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه که در آن‌ها از تیرهای همبند با مشخصات مختلف و طول‌های ۱، ۲ و ۳ متر استفاده شده است، درجه‌ی همبندی دیوارهای برشی در سازه‌های با ارتفاع متوسط بررسی شده است. نتایج تحلیل نشان داد که وجود تیر همبند، قابلیت کاهش دوره‌ی تناوب نخست سازه را تا 30% نسبت به مدل با دیوار مجزا دارد. همچنین بررسی مدل‌ها نشان داد که درجه‌ی همبندی، هم‌بستگی معنی‌داری با نسبت‌های دوره‌ی تناوب سازه، شامل نسبت دوره‌ی تناوب نخست سازه با دیوارهای هم‌بسته به دوره‌ی تناوب نخست سازه با دیوارهای مجزا و نسبت دوره‌ی تناوب نخست به دوره‌ی تناوب دوم سازه با دیوارهای هم‌بسته دارد. لذا با استفاده از تحلیل آماری، رابطه‌ی درجه‌ی همبندی سازه با نسبت‌های دوره‌ی تناوبی سازه، مدل‌سازی و روابط کاربردی برای تعیین درجه‌ی همبندی ارائه شده است. از سوی دیگر، رابطه‌ی برای تعیین دوره‌ی تناوب نخست سازه با دیوار هم‌بسته پیشنهاد شده است. در ادامه، الگوریتمی برای انتخاب تیر همبند مناسب، برای حصول به درجه‌ی همبندی موردنظر طراح معرفی شده است.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی هم‌بسته، درجه‌ی همبندی، زمان تناوب.

mgholhaki@semnan.ac.ir
a_bitaraf@yahoo.com

۱. مقدمه

گرفته شد که در طبقات زیرین سازه‌ی قاب - دیوار، ستون‌ها نقش زیادی در تحمل برش طبقه دارند.^[۶] دیوار برشی فولادی در دو نوع سخت‌شده و سخت‌نشده استفاده می‌شود که پیرامون مقایسه‌ی رفتار آن‌ها مطالعات زیادی انجام شده است.^[۷-۹] برای مثال در پژوهشی مشخص شد که اگرچه وجود سخت‌کننده، ظرفیت باربری و سختی دیوار را تا 20% افزایش می‌دهد، لیکن در میزان بار نهایی آن تأثیری ندارد.^[۷]

در سال‌های اخیر، استفاده از ورق تقویت‌نشده برای جان، بیشتر مرسوم شده است. ورق‌های تقویت‌نشده، تحت بار جانبی خیلی ناچیز کماتش می‌کنند، لذا از مقاومت فشاری آن‌ها صرف‌نظر می‌شود. در سیستم سازه‌ی ذکرشده، مکانیزم اصلی برای مقاومت در برابر بار جانبی، عمل میدان کششی است.^[۱۰] درخصوص مطالعات انجام‌شده در زمینه‌ی دیوار برشی بدون سخت‌کننده، می‌توان به ارائه‌ی روابط پس از کماتش ورق،^[۱۱] بررسی اثر نوع اتصال تیر و ستون در رفتار دیوار برشی،^[۱۲] بررسی رفتار دینامیکی دیوار برشی فولادی،^[۱۳] بررسی رفتار

استفاده از دیوارهای برشی فولادی به‌عنوان سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی، در سال‌های اخیر رشد بسیاری داشته است. یک دیوار برشی فولادی (SPSW)^۱ از یک قاب سازه‌ی ورق فولادی به‌عنوان پرکننده تشکیل شده است. تیرها و ستون‌هایی که ورق جان را محصور می‌کنند، تیرها و ستون‌های مرزی نامیده می‌شوند.^[۱] تیرها، المان‌های مرزی افقی (HBE)^۲ و ستون‌ها، المان‌های مرزی قائم (VBE)^۳ نامیده می‌شوند. مطالعات زیادی درخصوص اندرکنش قاب و دیوار برشی فولادی انجام و رفتار خطی و غیرخطی آن‌ها مطالعه شده است.^[۲-۵]

برخی پژوهشگران در سال ۲۰۱۴ با بررسی تعدادی سازه‌ی قاب - دیوار فولادی نشان دادند که وجود ورق جان، علاوه بر تأثیر در افزایش سختی جانبی و مقاومت سازه، عملکرد قاب را نیز بهبود می‌بخشد.^[۵] در پژوهش دیگری در همان سال نتیجه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۲/۱۳۹۴، اصلاحیه ۲۶/۶/۱۳۹۵، پذیرش ۹/۷/۱۳۹۵.

DOI:10.24200/J30.2018.1411

از کماتش نشان می‌دهد. زاویه‌ی میدان کششی (α) که نسبت به محور قائم سنجیده می‌شود، از رابطه‌ی ۱ به دست می‌آید:

$$tg^{\alpha} = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2A_c}}{1 + t_w \cdot h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^2}{48I_c \cdot L} \right)} \quad (1)$$

که در آن، t_w ضخامت جان، h فاصله‌ی بین تارهای مرکزی تیرهای بالا و پایین، L فاصله‌ی بین تارهای مرکزی ستون‌ها، A_b میانگین مساحت تیرها، A_c میانگین مساحت ستون‌ها و I_c میانگین ممان اینرسی ستون‌هاست. [۱۷]

در طراحی اولیه فرض می‌شود که کل برش طبقه به ورق‌های جان دیوارهای برشی فولادی منتقل می‌شود. مقاومت برشی ورق جان بر حسب زاویه‌ی α از رابطه‌ی ۲ تعیین می‌شود:

$$\phi V_n = 0.9 \cdot (0.42) F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \sin 2\alpha \quad (2)$$

که در آن، L_{cf} فاصله‌ی خالص بین دو ستون مرزی (عرض ورق جان) و F_y تنش تسلیم ورق جان است (در گام اول می‌توان α را برابر 30° درجه و L_{cf} را برابر با $40 - L$ سانتی‌متر در نظر گرفت).

با برابر قرار دادن برش ناشی از بار جانبی با ϕV_n ، ضخامت ورق جان به دست می‌آید. برای طراحی المان‌های مرزی قائم VBE ، هم معیار سختی و هم معیار مقاومت باید ارضاء شود. در دو دهه‌ی اخیر، مطالعات زیادی برای تعیین مقاومت و سختی المان مرزی انجام شده است. [۲۰-۲۴] المان‌های مرزی باید به گونه‌ی طراحی شوند که نیروی موجود در ناحیه‌ی کششی ورق جان قابل حصول باشد. در گام اولیه، فقط معیار سختی بررسی می‌شود. ممان اینرسی کمینه‌ی ستون‌ها، برای جلوگیری از کماتش براساس آیین‌نامه‌ی AISC ۲۵۰ a مطابق رابطه‌ی ۳ است: [۲۵]

$$I_c \geq 0.1 \cdot 0.3 \cdot V t_w \frac{h^3}{L} \quad (3)$$

طراحی اولیه‌ی المان‌های مرزی افقی HBE نیز بر پایه‌ی اختلاف بین مؤلفه‌های قائم نیروی کششی ناشی از ورق جان در بالا و پایین تیر است. این نیرو به صورت گسترده در طول تیر پخش می‌شود و در هنگام تسلیم ورق جان به مقدار بیشینه‌ی خود می‌رسد و مقدار آن از رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید: [۲۵]

$$w_u = R_y \cdot F_y \cdot (t_i - t_{i+1}) \cdot \cos^2 \alpha \quad (4)$$

که در آن، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم کمینه‌ی ورق t_i و t_{i+1} ضخامت ورق دو طبقه‌ی مجاور هستند. فرایند طراحی به ترتیب با تعیین α ، t_w ، VBE و HBE به صورت سعی و خطا، چند بار تکرار شده است تا مشخصات مناسب انتخاب شود. [۱۰]

۳. درجه‌ی همبندی

در دیوارهای برشی فولادی معمولی، لنگر واژگونی توسط دو مکانیزم تحمل می‌شود. مکانیزم اول، لنگر موجود در هر یک از ستون‌ها به تهنایی (M_{VBE}) و مکانیزم دوم، کوپل تشکیل شده توسط نیروی محوری ستون‌های مرزی (M_{PLER}) است (شکل ۲). اما در سیستم دیوار برشی همبسته (SPSW-WC)، یک مکانیزم دیگر نیز در مقابله با لنگر واژگونی به این دو مکانیزم کمک می‌کند (شکل ۳). این مکانیزم حاصل از کوپل ناشی از نیروی محوری خالص دو دیوار برشی کنار تیر همبند

دیوار برشی نرم، [۱۴] اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله در سیستم دیوار برشی فولادی، [۱۵] و اثر سختی ستون در جابه‌جایی جانبی سیستم قاب - دیوار فولادی، [۱۶] پرداخت. در دیوارهای استفاده شده در آمریکا، اتصال المان‌های مرزی به صورت گیردار اجرا شده است. [۱۷]

دیوارهای برشی فولادی، عموماً پیرامون هسته‌ی سازه تعبیه می‌شوند، لیکن به جهت نیاز به ایجاد بازو برای دسترسی به هسته، در برخی دهانه‌ها دیوار برشی اجرا نمی‌شود و در آن‌ها از تیر همبند (CB) برای اتصال دیوارها استفاده می‌شود و بدین ترتیب دیوار برشی فولادی همبسته (SPSW-WC) شکل ۵ می‌گیرد. [۱۷]

در دیوارهای برشی فولادی همبسته شکل ۱، مشخصات تیر همبند تأثیر زیادی در رفتار مشترک دیوارها و اندرکشش آن‌ها دارد. لذا می‌توان برای سیستم دیوار برشی همبسته، پارامتری به نام درجه‌ی همبندی تعریف کرد که نشان دهنده‌ی میزان اندرکشش دیوارها با هم است. پارامتر مذکور، یک پارامتر اساسی در آنالیز و طراحی دیوارهای برشی همبسته است. [۱۷]

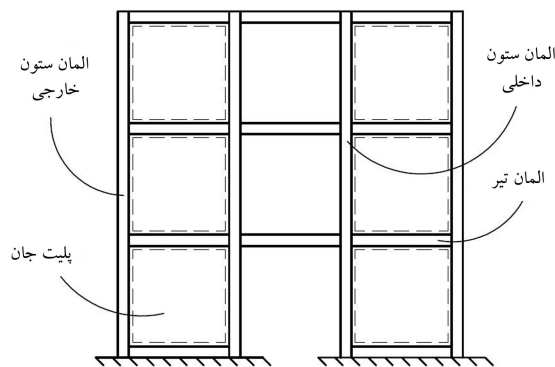
مطالعات زیادی در خصوص رفتار دیوارهای برشی فولادی و تیر همبند انجام شده است. [۱۹-۱۷، ۱۱] مثلاً در سال ۲۰۱۲، رابطه‌ی بورلی ارائه شد که در آن رابطه‌ی پیچیده‌ی بین درجه‌ی همبندی و ظرفیت خمیری اجزاء دیوار، شامل: المان‌های مرزی قائم و افقی، تیر همبند، پلیت دیوار و ... ارائه شده است. [۱۷]

اگرچه تخمین درجه‌ی همبندی پیش از طراحی ضروری است، ولی در عین حال محاسبه‌ی آن طبق رابطه‌ی بورلی، کاری پیچیده و وقت‌گیر است. لذا در نوشتار حاضر، رابطه‌ی بین درجه‌ی همبندی و دوره‌های تناوب طبیعی سازه بررسی شده است، تا طراح بتواند پس از آنالیز اولیه‌ی کشسان سازه و با تعیین دوره‌های تناوب سازه، به سادگی درجه‌ی همبندی را تخمین بزند.

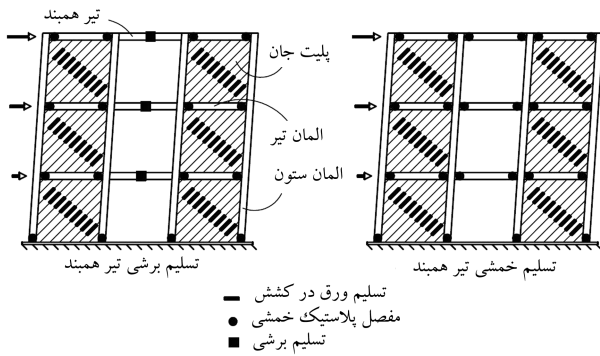
۲. طراحی اولیه

هنگامی که یک دیوار برشی فولادی تحت بار جانبی قرار می‌گیرد، تغییرشکل‌های غیرکشسان بزرگ به ورق جان اعمال می‌شود. تیرها و ستون‌های مرزی، باید به گونه‌ی طراحی شوند که در اثر بیشترین بار منتقل شده از ورق (که در اثر تسلیم ورق ایجاد می‌شود)، کماکان کشسان باقی بمانند. البته ایجاد مفصل‌های خمیری در دو انتهای تیرها، در انتهای ظرفیت باربری ورق مجاز است. [۱۰]

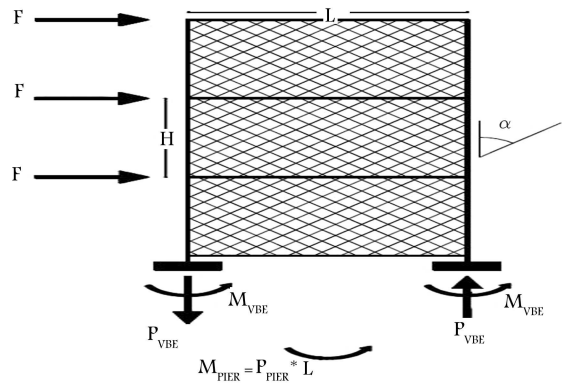
برای نخستین بار، توربرن مقاومت پس از کماتش ورق جان را تعریف کرد. مشابه عمل میدان کششی در جان تیرها، ورق جان دیوار برشی فولادی نیز تحت نیروی برشی کماتش می‌کند، اما با ایجاد عمل میدان کششی از خود مقاومت پس



شکل ۱. دیوار برشی فولادی همبسته و اجرای آن.

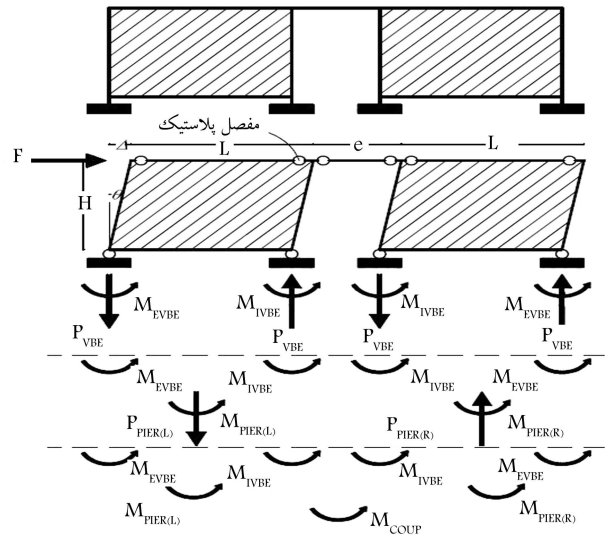


شکل ۴. مکانیزم‌های خمیری تیر همبند. [۱۷]



شکل ۲. دیوار برشی فولادی و نیروهای وارده بر آن.

به ترتیب ظرفیت خمشی خمیری ستون بیرونی، ستون داخلی، تیر و تیر همبند هستند. [۱۷]



شکل ۳. دیاگرام آزاد دیوار برشی فولادی هم‌بسته یک طبقه. [۱۷]

۴. مودهای رفتاری دیوار برشی فولادی هم‌بسته

از آنجایی که در نحوه‌ی استهلاک انرژی سازه‌های با دیوار هم‌بسته، مشخصات تیر همبند نقش مهمی دارد و در سازه‌های مذکور که تیر همبند به صورت فیوز عمل می‌کند و با رفتار شکل‌پذیر، تلاش‌های طراحی در سایر اعضا را تعیین می‌کند، تعیین مود رفتاری آن اهمیت زیادی دارد. لذا برای شناسایی نحوه‌ی رفتار تیرهای ذکر شده، آنچه که در آیین‌نامه‌ی AISC 2005a در باره‌ی تیر پیوند با دند برون‌محور تعریف شده است، را می‌توان مطابق شکل ۴ برای تیر همبند دیوار برشی فولادی هم‌بسته نیز گسترش داد. به این منظور با نام‌گذاری طول تیر همبند با e ، چنانچه $e < 1/6 M_p/V_p$ باشد، تیر همبند در برش تسلیم می‌شود و چنانچه $e > 2/6 M_p/V_p$ باشد، تیر همبند در خمش نیز تسلیم می‌شود. [۱] M_p و V_p به ترتیب ظرفیت خمشی و برشی تیر همبند هستند. عملکرد جذب انرژی در تیرهای همبند کوتاه که در برش جاری می‌شوند، مناسب‌تر است. زیرا در مود برشی از تمام ظرفیت مقطع استفاده می‌شود.

(M_{coup}) است. بنابراین درجه‌ی همبندی DC از نسبت M_{coup} به کل لنگر و از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید. [۱۷]

۵. مدل‌سازی

به‌طور کلی، دیوارهای برشی فولادی بر حسب نسبت لاغری به ۳ گروه: فشرده، غیرفشرده و لاغر تقسیم می‌شوند که در شکل ۵ مشاهده می‌شوند. در شکل مذکور، E مدول کشسانی، F_y تنش تسلیم و K_v ضریب کماتش ورق است. [۱۸] مدل‌سازی سه نوع دیوار ذکر شده متفاوت است، اما از آنجایی که موضوع بحث نوشتار حاضر، بررسی دیوارهای برشی فولادی با جان لاغر است، فقط نحوه‌ی مدل‌سازی آن ارائه شده است. در دیوارهای برشی فولادی لاغر انتظار می‌رود که ورق جان در امتداد قطر فشاری تحت نیروی برشی ناچیز کماتش کند. یکی از روش‌های مدل‌سازی دیوارهای فولادی لاغر، مدل خرابی‌یابی است. [۲۶-۲۸] از ایرادهای روش مذکور، نیاز به مدل‌سازی مجدد در صورت تغییر زاویه‌ی α است. [۲۹] روش دیگر استفاده از المان پوسته است. از آنجایی که استفاده از مدل‌های استاندارد المان

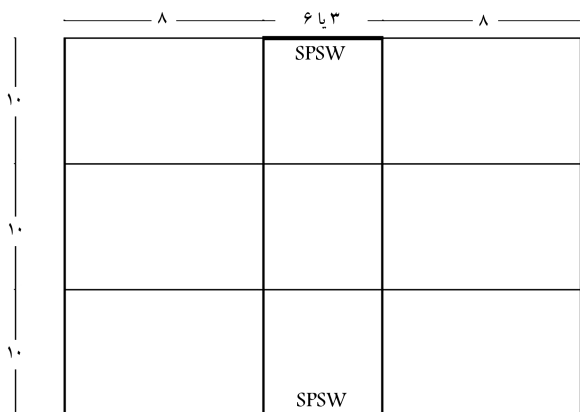
$$DC = \frac{M_{coup}}{M_{total}} = \frac{M_{coup}}{\sum M_{VBE} + \sum M_{PIER} + \sum M_{coup}} \quad (5)$$

پارامتر DC ، شاخصی است که نشان‌دهنده‌ی میزان اندرکنش دو دیوار است. برای دو دیوار مجزا $DC = 0$ و برای یک سیستم کاملاً هم‌بسته $DC = 1$ است. میزان DC ، تابعی از مؤلفه‌های مختلف دیوار برشی فولادی است. پارامتر DC ، پارامتری پایه‌ی است و با آن می‌توان عملکرد دیوارهای مختلف را با هم مقایسه کرد. درجه‌ی همبندی را می‌توان از آنالیز غیرخطی و با استفاده از نیروهای المان‌ها و واکنش‌های تکیه‌گاهی به دست آورد. اما اگر بتوان تخمین اولیه‌ی DC براساس مشخصات ورق جان و المان‌های مرزی به دست آورد، فرایند طراحی کارآمدتر خواهد بود. درجه‌ی همبندی کلی دیوار برشی هم‌بسته در سازه‌های چند طبقه، از رابطه‌ی ۶ تعیین می‌شود. [۱۷] که در آن، $M_{P(HBE)}$ ، $M_{P(IVBE)}$ ، $M_{P(EVBE)}$ و

$$DC = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} \frac{M_{P(CB)i}}{e} (L+e)}{2M_{P(EVBE)_1} + 2M_{P(IVBE)_1} + \sum_{i=1}^{n_s} [2M_{P(HBE)_i} + M_{P(CB)_i} + F_y \cdot L \cdot h_i (t_i \sin \alpha_i - t_{i+1} \sin \alpha_{i+1})]} \quad (6)$$

جدول ۱. مقایسه‌ی دوره‌های تناوب مدل‌های ETABS و ANSYS.

درصد خطا	دوره‌ی تناوب		مشخصات		دهانه‌ی دیوار (m)	ضخامت جان (mm)	ردیف
	ETABS	ANSYS	تیر	ستون			
۰٫۵	۰٫۸۹۰	۰٫۸۸۸	HEA۳۰۰	H۴۰۰ × ۴۲۱	۳	۳	۱
۳٫۰	۰٫۵۸۵	۰٫۵۶۷	HEA۳۰۰	H۴۰۰ × ۴۲۱	۶	۳	۲
۶٫۰	۰٫۶۸۲	۰٫۶۴۵	HEA۳۰۰	H۴۰۰ × ۷۴۴	۳	۶	۳
۹٫۰	۰٫۴۴۹	۰٫۴۱۲	HEA۳۰۰	H۴۰۰ × ۷۴۴	۶	۶	۴

شکل ۷. پلان مدل‌های دیوار برشی فولادی جهت مقایسه‌ی نحوه‌ی مدل‌سازی.^[۱۹]

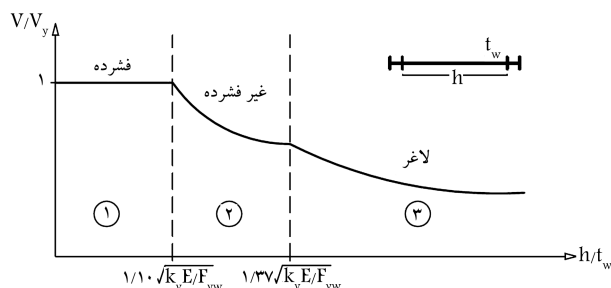
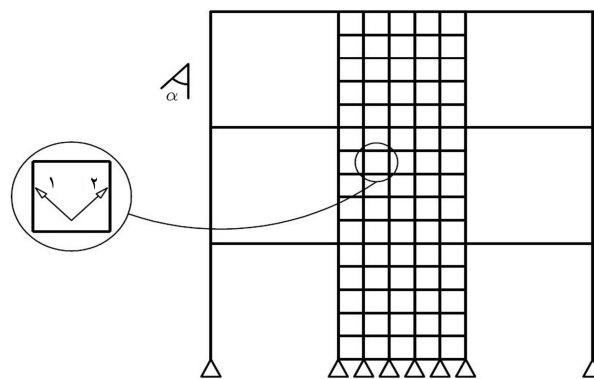
برای مدل‌سازی استفاده کرده‌اند، مقایسه شده است. پلان سازه مطابق شکل ۷ و ارتفاع طبقات ۳ متر بود. به منظور کنترل نتایج مدل‌سازی در نرم‌افزار ANSYS با نتایج مدل‌سازی در نرم‌افزار ETABS، مدل دیوار برشی فولادی مطابق شکل ۷، مدل و دوره‌ی تناوب مدل‌ها با نتایج پژوهش مذکور، مقایسه شده است.^[۱۹] در مدل‌های ETABS، مدول کشسانی و مدول برشی دیوار در جهات فرعی برابر با ۱۰٪ مدول کشسانی و مدول برشی واقعی دیوار در نظر گرفته شد. مطابق جدول ۱، تفاوت دوره‌های تناوب بین دو نوع مدل‌سازی ذکر شده اندک است.

۶. مشخصات مدل‌های دیوار برشی فولادی

به منظور بررسی درجه‌ی همبندی، ۳ گروه سازه‌ی ۳، ۶ و ۹ طبقه با پلان مطابق شکل ۸، طراحی و آنالیز شدند. در مدل‌های مذکور، از ۴ دیوار برشی تکی در جهت X و ۴ دیوار برشی که دو به دو هم‌بسته شده‌اند، در جهت Y استفاده شده است. در حالتی که تیر همبند به صورت دو سر مفصل مدل شود، دوره‌ی تناوب سازه در هر دو جهت یکسان است. طول تیر همبند (a)، برابر ۱، ۲ و ۳ متر در نظر گرفته شده است.

اتصال‌های قاب، به صورت مفصلی و اتصال‌های دیوار، به صورت صلب مدل شده است. ارتفاع طبقات ۳٫۵ متر بوده و بارگذاری لرزه‌ی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) انجام شده است.^[۲۰] شدت بار مرده و زنده به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم در هر مترمربع در نظر گرفته شده است.

طراحی اولیه‌ی دیوارها و المان‌های مرزی، با فرض اینکه هر یک از دیوارها، ۲۵٪ برش ناشی از زلزله در طبقه را جذب کنند، انجام شد. نتایج طراحی دیوارها در جدول‌های ۲ الی ۴ ارائه شده است. در تمامی مدل‌ها، زاویه‌ی α برابر با ۴۰ درجه

شکل ۵. انواع مختلف دیوار برشی فولادی از نظر لاغری.^[۱۸]شکل ۶. نحوه‌ی مدل‌سازی ورق جان دیوار برشی فولادی.^[۱۰]

پوسته، نیروهای منتقل شده از المان‌های مرزی را به درستی تشخیص نمی‌دهد،^[۲۹] این نوع رفتار باید با استفاده از المان پوسته^۶ با قابلیت کمانش مدل شود. با توجه به اینکه چنین المانی در نرم‌افزارهای موجود طراحی وجود ندارد، می‌توان از المان پوسته‌ی کامل، اما با مصالح غیرهمسان‌گرد استفاده کرد. چنین المانی این امکان را می‌دهد که مدول کشسانی و مدول برشی متفاوتی را در سه جهت برای المان تعریف کرد. بر این اساس در جهت قطر فشاری، مقدار مدول کشسانی و مدول برشی کاهش داده می‌شود. در مدل‌سازی‌ها مطابق شکل ۶، محور قوی المان در راستای α تعریف می‌شود.^[۱۰] البته تعیین میزان کاهش مشخصات المان در جهت فشاری، اهمیت زیادی دارد، لیکن متأسفانه مطالعات زیادی پیرامون آن صورت نگرفته است.

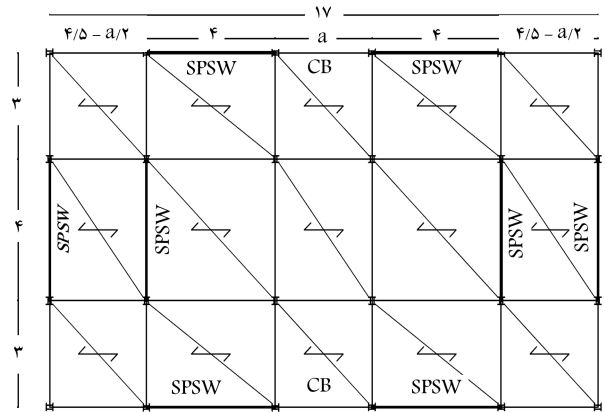
مزیت روش المان پوسته نسبت به روش تعریف المان‌های خرپایی آن است که در صورت تغییر مشخصات و به تبع آن تغییر زاویه‌ی α ، نیازی به چیدمان مجدد المان‌ها نیست و فقط محور اصلی المان تغییر می‌کند. نتایج این روش بر نتایج آزمایشگاهی انطباق دارد.^[۱۰]

در بررسی حاضر، برای تعیین مشخصات مناسب در جهت ضعیف المان پوسته، ۴ مدل ۶ طبقه با مشخصات جدول ۱، مدل‌سازی و دوره‌ی تناوب نخست آن‌ها با نتایج مدل برخی پژوهشگران (۲۰۰۹)^[۱۹] که از نرم‌افزار المان محدود

به دست آمده است. در هر یک از مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه و با طول‌های مختلف تیر همبند (۱، ۲ و ۳ متر) از مقاطع متفاوت برای تیر همبند استفاده و دوره‌ی تناوب سازه، اندازه‌گیری و درجه‌ی همبندی محاسبه شده است.

نتایج دوره‌های تناوب مدل‌ها در جدول‌های ۵ الی ۷ مشخص شده است. در جدول ۸، مقادیر M_p/V_p و M_p/V_p برای مقاطع استفاده شده در تیر همبند محاسبه شده و در آن، Z و Aw به ترتیب اساس مقطع خمیری مقطع و مساحت جان مقطع است.

مطابق جدول ۸، در حالتی که طول تیر همبند ۱ متر است، این تیر در مود برشی و در حالتی که طول آن ۳ متر است، این تیر در مود خمشی رفتار می‌کند. همچنین در حالتی که طول آن ۲ متر است، مود خمشی - برشی حاکم است. مطابق جدول‌های ۵ الی ۷ ملاحظه می‌شود که با قوی‌تر شدن تیر همبند، دوره‌ی تناوب نخست سازه کاهش می‌یابد. علاوه بر آن، هر چه طول تیر همبند کمتر باشد، دوره‌ی تناوب کاهش بیشتری می‌یابد و در صورتی که مقطع تیر همبند از حدی قوی‌تر باشد، دوره‌ی تناوب سازه ثابت می‌ماند. در شکل ۹، نسبت دوره‌ی تناوب



شکل ۸. پلان مدل‌های بررسی شده.

جدول ۲. مشخصات دیوارهای برشی فولادی سازه‌ی ۳ طبقه.

طبقه	المان مرزی قائم	المان مرزی افقی	ضخامت جان (mm)
۱	HE۲۶۰B	HE۲۶۰B	۱,۰۶
۲	HE۲۴۰B	HE۲۴۰B	۰,۸۷
۳	HE۲۰۰B	HE۲۰۰B	۰,۴۷

جدول ۳. مشخصات دیوارهای برشی فولادی سازه‌ی ۶ طبقه.

طبقه	المان مرزی قائم	المان مرزی افقی	ضخامت جان (mm)
۱	HE۳۰۰B	HE۳۰۰B	۲,۰۹
۲	HE۳۰۰B	HE۳۰۰B	۱,۹۱
۳	HE۳۰۰B	HE۳۰۰B	۱,۷۰
۴	HE۲۸۰B	HE۲۸۰B	۱,۴۱
۵	HE۲۶۰B	HE۲۶۰B	۱,۹۲
۶	HE۲۲۰B	HE۲۲۰B	۱,۶۴

جدول ۴. مشخصات دیوارهای برشی فولادی سازه‌ی ۹ طبقه.

طبقه	المان مرزی قائم	المان مرزی افقی	ضخامت جان (mm)
۱	HE۳۲۰B	HE۳۲۰B	۲,۴۹
۲	HE۳۲۰B	HE۳۲۰B	۲,۴۳
۳	HE۳۲۰B	HE۳۲۰B	۲,۳۲
۴	HE۳۰۰B	HE۳۰۰B	۲,۱۵
۵	HE۳۰۰B	HE۳۰۰B	۱,۹۲
۶	HE۲۸۰B	HE۲۸۰B	۱,۶۴
۷	HE۲۶۰B	HE۲۶۰B	۱,۳۰
۸	HE۲۴۰B	HE۲۴۰B	۰,۹۰
۹	HE۲۰۰B	HE۲۰۰B	۰,۴۵

جدول ۵. دوره‌ی تناوب و درجه‌ی همبندی مدل ۳ طبقه با تیرهای همبند مختلف.

مقطع	$L = 3m$			$L = 2m$			$L = 1m$		
	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$
منصلی	۰,۰۰۰	۲,۴۴	۰,۴۱	۰,۰۰۰	۲,۴۳	۰,۴۱	۰,۰۰۰	۲,۴۳	۰,۴۱
HE۱۸۰B	۰,۱۹۰	۲,۴۲	۰,۴۱	۰,۲۴۵	۲,۴۰	۰,۴۰	۰,۴۰۸	۲,۳۵	۰,۴۰
HE۲۲۰B	۰,۳۰۹	۲,۴۰	۰,۴۱	۰,۳۹۸	۲,۳۸	۰,۴۰	۰,۶۶۳	۲,۳۴	۰,۳۹
HE۲۶۰B	۰,۴۴۷	۲,۳۹	۰,۴۰	۰,۵۷۵	۲,۳۶	۰,۴۰	۰,۹۵۸	۲,۳۳	۰,۳۹
HE۳۰۰B	۰,۵۵۹	۲,۳۸	۰,۴۰	۰,۷۷۰	۲,۳۵	۰,۳۹	۱,۲۸۳	۲,۳۲	۰,۳۹
HE۳۴۰B	۰,۷۱۸	۲,۳۷	۰,۴۰	۰,۹۲۴	۲,۳۴	۰,۳۹	۱,۵۳۹	۲,۳۱	۰,۳۸
HE۴۰۰B	۰,۸۷۲	۲,۳۶	۰,۳۹	۱,۱۲۲	۲,۳۳	۰,۳۹	۱,۸۶۹	۲,۳۰	۰,۳۸
HE۵۰۰B	۱,۰۹۸	۲,۳۵	۰,۳۹	۱,۴۱۲	۲,۳۲	۰,۳۹	۲,۳۵۴	۲,۳۰	۰,۳۸
HE۶۰۰B	۱,۲۶۶	۲,۳۴	۰,۳۹	۱,۶۲۸	۲,۳۲	۰,۳۹	۲,۷۱۴	۲,۳۰	۰,۳۸
HE۸۰۰B	۱,۵۲۴	۲,۳۳	۰,۳۹	۱,۹۶۰	۲,۳۱	۰,۳۸	۳,۲۶۶	۲,۲۹	۰,۳۸
HE۱۰۰۰B	۱,۷۱۲	۲,۳۳	۰,۳۹	۲,۲۰۱	۲,۳۱	۰,۳۸	۳,۶۸۰	۲,۲۹	۰,۳۸

جدول ۶. دوره‌ی تناوب و درجه‌ی همبندی مدل ۶ طبقه با تیرهای همبند مختلف.

مقطع	$L = 3m$			$L = 2m$			$L = 1m$		
	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$
مفصلی	۰٫۰۰۰	۳٫۳۸	۰٫۸۱	۰٫۰۰۰	۳٫۳۸	۰٫۸۱	۰٫۰۰۰	۳٫۳۸	۰٫۸۱
HE۱۸۰B	۰٫۱۷۰	۳٫۲۱	۰٫۷۷	۰٫۲۱۹	۳٫۰۸	۰٫۷۴	۰٫۳۶۴	۳٫۰۰	۰٫۶۹
HE۲۲۰B	۰٫۲۷۸	۳٫۰۸	۰٫۷۴	۰٫۳۵۷	۳٫۰۹	۰٫۷۱	۰٫۵۹۵	۲٫۹۱	۰٫۶۷
HE۲۶۰B	۰٫۴۰۴	۳٫۰۰	۰٫۷۲	۰٫۵۲۰	۳٫۰۰	۰٫۶۹	۰٫۸۶۶	۲٫۸۷	۰٫۶۶
HE۳۰۰B	۰٫۵۴۶	۳٫۰۴	۰٫۷۰	۰٫۷۰۲	۲٫۹۱	۰٫۶۷	۱٫۱۷۰	۲٫۸۳	۰٫۶۵
HE۳۴۰B	۰٫۶۵۹	۳٫۰۰	۰٫۶۹	۰٫۸۴۷	۲٫۸۷	۰٫۶۶	۱٫۴۱۲	۲٫۷۸	۰٫۶۴
HE۴۰۰B	۰٫۸۰۶	۲٫۹۱	۰٫۶۷	۱٫۰۳۷	۲٫۸۳	۰٫۶۵	۱٫۷۲۸	۲٫۹۱	۰٫۶۴
HE۵۰۰B	۱٫۰۲۷	۲٫۸۷	۰٫۶۶	۱٫۳۲۱	۲٫۷۸	۰٫۶۴	۲٫۲۰۱	۲٫۸۶	۰٫۶۳
HE۶۰۰B	۱٫۱۹۵	۲٫۸۳	۰٫۶۵	۱٫۵۳۶	۲٫۷۴	۰٫۶۳	۲٫۵۶۱	۲٫۸۶	۰٫۶۳
HE۸۰۰B	۱٫۴۵۸	۲٫۷۸	۰٫۶۴	۱٫۸۷۵	۲٫۷۲	۰٫۶۲	۳٫۱۲۵	۲٫۸۶	۰٫۶۳
HE۱۰۰۰B	۱٫۶۵۴	۲٫۷۴	۰٫۶۳	۲٫۱۲۶	۲٫۷۲	۰٫۶۲	۳٫۵۴۴	۲٫۸۲	۰٫۶۲

جدول ۷. دوره‌ی تناوب و درجه‌ی همبندی مدل ۹ طبقه با تیرهای همبند مختلف.

مقطع	$L = 3m$			$L = 2m$			$L = 1m$		
	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$	DC	T_1/T_T	$T_1(s)$
مفصلی	۰٫۰۰۰	۳٫۹۹	۰٫۴۸	۰٫۰۰۰	۳٫۹۹	۱٫۴۸	۰٫۰۰۰	۳٫۹۹	۱٫۴۸
HE۱۸۰B	۰٫۱۸۱	۳٫۶۸	۱٫۳۴	۰٫۲۳۳	۳٫۵۲	۱٫۲۵	۰٫۳۸۸	۳٫۳۳	۱٫۱۵
HE۲۲۰B	۰٫۲۹۵	۳٫۵۴	۱٫۲۶	۰٫۳۷۹	۳٫۳۸	۱٫۱۸	۰٫۶۳۲	۳٫۲۸	۱٫۱۱
HE۲۶۰B	۰٫۴۲۸	۳٫۴۱	۱٫۲۰	۰٫۵۵۰	۳٫۳۰	۱٫۱۳	۰٫۹۱۷	۳٫۲۶	۱٫۰۹
HE۳۰۰B	۰٫۵۷۵	۳٫۳۲	۱٫۱۵	۰٫۷۴۰	۳٫۲۴	۱٫۱۰	۱٫۲۳۳	۳٫۲۴	۱٫۰۸
HE۳۴۰B	۰٫۶۹۲	۳٫۲۶	۱٫۱۲	۰٫۸۹۰	۳٫۲۰	۱٫۰۸	۱٫۴۸۳	۳٫۲۴	۱٫۰۷
HE۴۰۰B	۰٫۸۴۳	۳٫۲۰	۱٫۰۸	۱٫۰۸۴	۳٫۱۷	۱٫۰۶	۱٫۸۰۷	۳٫۲۳	۱٫۰۶
HE۵۰۰B	۱٫۰۶۷	۳٫۱۴	۱٫۰۵	۱٫۳۷۲	۳٫۱۵	۱٫۰۴	۲٫۲۸۷	۳٫۲۳	۱٫۰۵
HE۶۰۰B	۱٫۲۳۵	۳٫۱۱	۱٫۰۳	۱٫۵۸۸	۳٫۱۳	۱٫۰۳	۲٫۶۴۷	۳٫۲۳	۱٫۰۵
HE۸۰۰B	۱٫۴۹۶	۳٫۰۸	۱٫۰۱	۱٫۹۲۳	۳٫۱۲	۱٫۰۱	۳٫۲۰۵	۳٫۲۳	۱٫۰۴
HE۱۰۰۰B	۱٫۶۸۷	۳٫۰۷	۱٫۰۱	۲٫۱۶۹	۳٫۱۱	۱٫۰۱	۳٫۶۱۴	۳٫۲۳	۱٫۰۴

جدول ۸. تعیین مقادیر $1/6 M_p/V_p$ و $2/6 M_p/V_p$ برای مقاطع مختلف تیر همبند.

مقطع	$1/6 M_p/V_p$ (cm)	$2/6 M_p/V_p$ (cm)	A_w (cm ²)	Z (cm ³)
HE۱۸۰B	۱۳۳	۸۲	۳۹۸	۴۶۹
HE۲۲۰B	۱۶۸	۱۰۳	۷۶۹	۸۱۰
HE۲۶۰B	۲۱۱	۱۳۰	۱۲۶۵	۱۲۶۵
HE۳۰۰B	۲۴۳	۱۴۹	۲۰۳۳	۱۸۴۸
HE۳۴۰B	۲۵۲	۱۵۵	۲۸۵۱	۲۳۷۶
HE۴۰۰B	۲۵۴	۱۵۶	۴۲۷۷	۳۱۶۸
HE۵۰۰B	۲۸۲	۱۷۴	۶۸۴۳	۴۷۱۹
HE۶۰۰B	۲۹۲	۱۸۰	۹۷۱۹	۶۲۷۰
HE۸۰۰B	۳۰۶	۱۸۸	۱۷۲۸۷	۹۸۷۸
HE۱۰۰۰B	۳۲۳	۱۹۹	۲۶۹۴۰	۱۴۱۷۹

اول در حالت هم‌بسته به دوره‌ی تناوب اول در حالت مفصلی بر حسب I/L تیر همبند برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه ترسیم شده است.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، منحنی دارای دو بخش است که بخش اولیه نرخ کاهش دوره‌ی تناوب زیاد دارد و بخش ثانویه، تقریباً افقی است. به عبارت دیگر، افزایش سختی تیر همبند تا حدی سختی سازه را افزایش می‌دهد و پس از آن ناکارآمد است. در جدول‌های ۵ الی ۷، همچنین مقادیر درجه‌ی همبندی کلی دیوار برشی فولادی هم‌بسته مشخص شده است. ملاحظه می‌شود که با کاهش دوره‌ی تناوب اول، درجه‌ی همبندی افزایش می‌یابد. مقادیر درجه‌ی همبندی بزرگ‌تر از ۱، نشان‌دهنده‌ی سختی زیاد تیر همبند است و نامعتبر هستند. نقاط متناظر با ناحیه‌ی افقی منحنی در شکل ۹، درجه‌ی همبندی بزرگ‌تر از ۱ دارند. به عبارتی در صورتی که سختی تیر همبند به گونه‌ی انتخاب شود که درجه‌ی همبندی به سمت ۱ میل کند، دوره‌ی تناوب سازه ثابت باقی می‌ماند.

از سوی دیگر، نسبت دوره‌ی تناوب اول به دوره‌ی تناوب دوم، شاخصی مهم برای تعیین مود رفتاری سازه است. در صورتی که نسبت مذکور بزرگ‌تر از ۳/۵

تناوب اول سازه بدون تیر همبند است. در مدل ذکر شده، مقدار $Adjusted R^T$ برابر با ۰/۶۶ است. همچنین در رابطه ۸، رابطه ۷ با مدل سازی مرتبه‌ی دو ارائه شده است که در آن $\alpha = \frac{T_1}{T_{hinge}}$ و $\beta = \frac{T_2}{T_1}$ است:

$$DC = 31.62 - 23.75\alpha - 11.6\beta + 6.29\alpha\beta + 0.87\beta^2 \quad (8)$$

در مدل مذکور، مقدار $Adjusted R^T$ برابر با ۰/۷۹ است. استفاده از رابطه ۷ آسان‌تر از رابطه ۸ است، لیکن دقت رابطه ۸ بیشتر است. طراح می‌تواند بر حسب دقت مورد نیاز از هر یک از روابط ۷ و ۸ استفاده کند. با استفاده از روابط ذکر شده می‌توان مشخصات تیر همبند را به گونه‌ی انتخاب کرد که درجه‌ی همبندی در محدوده‌ی مورد نظر طراح باشد. از طرف دیگر، می‌توان از روی میزان درجه‌ی همبندی، دوره‌ی تناوب نخست سازه را از رابطه ۹ تخمین زد:

$$T_1 = (0.986 - 0.05H^*DC) * T_{hinge} \quad (9)$$

که در آن، H ارتفاع سازه بر حسب متر است. در مدل مذکور، R^T تعدیل یافته برابر با ۰/۸۱ است. به منظور بهینه‌شدن طراحی سازه توصیه شده است که شاخص همبندی بین ۰/۴ تا ۰/۶ انتخاب شود. با فرض $DC = 0.5$ ، با استفاده از رابطه ۹، مقدار دوره‌ی تناوب اول سازه از رابطه ۱۰ به دست می‌آید:

$$T_1 = (0.986 - 0.05H^*DC) * T_{hinge} \quad (10)$$

با توجه به فقدان رابطه برای تعیین دوره‌ی تناوب نخست، سازه‌های با دیوار برشی هم‌بسته در آیین‌نامه‌های داخلی نظیر استاندارد ۲۸۰۰، با اعمال ضریب رابطه ۱۰ در رابطه‌ی ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ی استاندارد برای سازه‌های با دیوار برشی معمولی، دوره‌ی تناوب سازه با دیوار برشی هم‌بسته مطابق رابطه ۱۱ قابل تعریف است:

$$T_1 = (0.986 - 0.05H^*DC) * T_{code} \quad (11)$$

لذا فلوجارت ارائه‌شده، نحوه‌ی انتخاب درجه‌ی همبندی در طراحی اولیه را نشان می‌دهد.

گام ۱) تعیین مقادیر α ، t_w ، مشخصات ستون‌ها و تیرها با سعی و خطا و برای سهم دیوار برشی از نیروی جانبی با فرض عمل جداگانه‌ی دیوارها.

گام ۲) تعیین دوره‌ی تناوب سازه با مدل‌سازی تیر همبند، به صورت مفصلی (T_{hinge}).

گام ۳) تعیین دوره‌های تناوب اول و دوم با دو سرگیردار کردن تیر همبند (T_T).

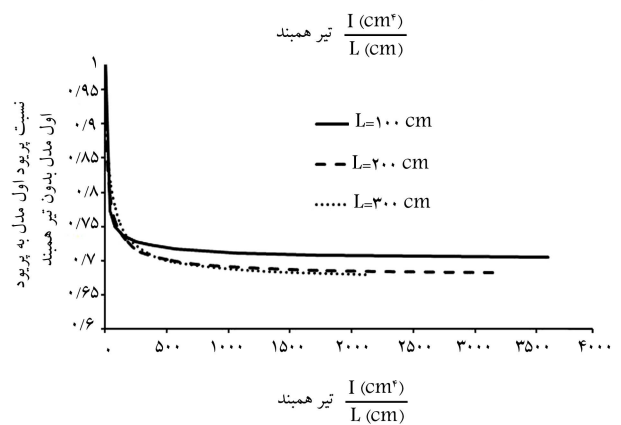
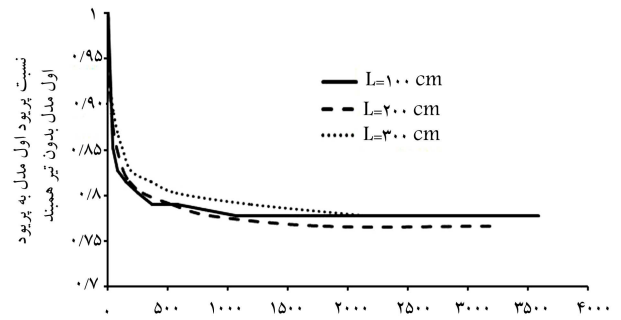
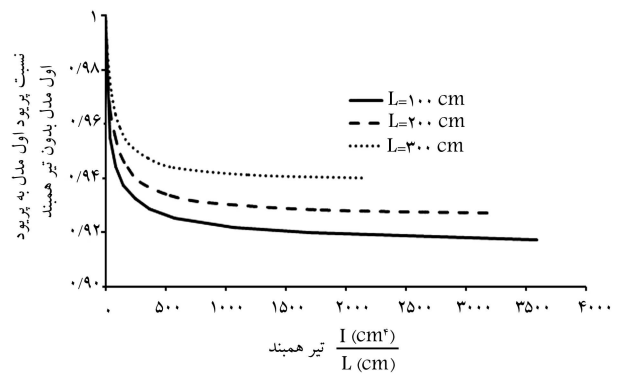
گام ۴) تعیین درجه‌ی همبندی با استفاده از رابطه ۷ یا ۸.

گام ۵) رجوع به گام ۳ در صورت عدم رضایت از درجه‌ی همبندی با تغییر مشخصات تیر همبند.

با استفاده از روش ساده‌ی مذکور، در صورت عدم رضایت از درجه‌ی همبندی، فقط با تغییر مشخصات تیر همبند و تعیین دوره‌های تناوب اول و دوم سازه، می‌توان به درجه‌ی همبندی مورد نظر دست یافت.

۷. نتیجه‌گیری

یکی از مهم‌ترین پارامترها در طراحی دیوارهای برشی هم‌بسته، تعیین درجه‌ی همبندی است. تعیین این شاخص برای تعیین تلاش‌های طراحی عناصر سازه‌ی الزامی است،



شکل ۹. نسبت دوره‌ی تناوب اول در حالت هم‌بسته به دوره‌ی تناوب اول در حالت مفصلی بر حسب I/L تیر همبند سازه‌ی ۳ طبقه (بالا)، ۶ طبقه (وسط) و ۹ طبقه (پایین).

باشد، نشان‌گر رفتار خمشی و اگر کمتر از ۲ باشد، نشان‌دهنده‌ی رفتار برشی است. در کلیه‌ی مدل‌ها، با افزایش سختی تیر همبند، نسبت دوره‌ی تناوب اول به دوره‌ی تناوب دوم کاهش می‌یابد. به عبارتی با افزایش سختی تیر همبند، مود رفتاری به مود برشی نزدیک می‌شود.

با استفاده از روش آماری سطح پاسخ، رابطه‌ی بین درجه‌ی همبندی با نسبت دوره‌ی تناوب اول به دوره‌ی تناوب دوم در حالت غیر هم‌بسته (بدون تیر همبند) و نسبت دوره‌ی تناوب اول به دوره‌ی تناوب دوم حاصل می‌شود. برای تحلیل نتایج از نرم‌افزار آماری Design Expert استفاده شده است. رابطه ۷، ارتباط بین درجه‌ی همبندی و نسبت‌های دوره‌ی تناوب را با استفاده از مدل‌سازی خطی نشان می‌دهد:

$$DC = 5.33 - 3.4 \frac{T_1}{T_{hinge}} - 0.63 \frac{T_1}{T_T} \quad (7)$$

که در آن، T_1 ، T_T و T_{hinge} به ترتیب دوره‌های تناوب اول و دوم سازه و دوره‌ی

سازه‌های مورد بررسی، دوره‌ی تناوب سازه در حالت $DC = 1$ ، نسبت به حالت $DC = 0.85$ ، به میزان بیشینه‌ی ۶٪، کاهش یافته است.

-- نسبت دوره‌ی تناوب اول سازه به دوره‌ی تناوب دوم سازه، نشان‌دهنده‌ی مود رفتاری سازه است. نسبت بزرگ‌تر از ۳/۵، نشان‌گر رفتار خمشی و نسبت کوچک‌تر از ۲، نشان‌دهنده‌ی رفتار برشی است. این در حالی است که نسبت‌های $e > 1/6 M_p/V_p$ و $e < 2/6 M_p/V_p$ نیز در تعیین رفتار قابل استفاده‌اند.

-- علی‌رغم پیچیده بودن روابط موجود در تعیین درجه‌ی همبندی، بررسی حاضر نشان داد که این کمیت، همبستگی معنی‌داری با نسبت‌های دوره‌ی تناوب سازه دارد. در این خصوص برای دیوارهای برشی همبسته با ارتفاع متوسط، دو مدل خطی و مرتبه‌ی دو برای تخمین درجه‌ی همبندی از روی دوره‌های تناوب سازه ارائه شده است.

-- با توجه به عدم وجود رابطه، برای تعیین دوره‌ی تناوب دیوارهای برشی همبسته در استانداردهای طراحی، ضریب اصلاحی برای تعیین دوره‌ی تناوب این نوع سازه‌ها از روی روابط ارائه‌شده در استانداردها برای دیوارهای برشی معمولی معرفی شده است.

-- جهت انتخاب درجه‌ی همبندی اولیه در طراحی، یک فلوجارت ساده نیز ارائه شده است.

لیکن تعیین آن پیش از طراحی کلیه اجزاء دیواربرشی ممکن نیست. به همین دلیل طراحی دیوارهای برشی همبسته، شامل یک فرایند تکراری است. اما در صورتی که تخمین اولیه‌ی مناسبی از درجه‌ی همبندی وجود داشته باشد، فرایند طراحی با تکرار کمتر و آسان‌تر، میسر است. نتایج بررسی حاضر درخصوص سازه‌های دیوار برشی همبسته با ارتفاع متوسط (۱۰ تا ۳۰ متر) نشان می‌دهد که:

-- یکی از ساده‌ترین روش‌های مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی، استفاده از المان پوسته برای مدل‌سازی جان است. از آنجایی که المان پوسته‌ی موجود در نرم‌افزارهای طراحی رایج، قابلیت کماتش ندارند، لذا در مدل‌سازی باید از مصالح غیرهمسان‌گرد استفاده شود. نتایج بررسی حاضر، تعریف مدول کشسانی و مدول برشی برابر ۱۰٪ مقدار واقعی را در راستای قطر فشاری پیشنهاد می‌دهد.

-- سختی تیر همبند، تأثیر زیادی در تعیین دوره‌ی تناوب نخست سازه دارد. در سازه‌های مورد بررسی، وجود تیر همبند تا ۳۰٪، دوره‌ی تناوب سازه را کاهش داده است.

-- در صورتی که درجه‌ی همبندی به حد بالای خود (عدد ۱) نزدیک شود، تغییر مشخصات تیر همبند، تأثیر زیادی در تغییر دوره‌ی تناوب سازه ندارد. در

پانویس‌ها

1. steel plate shear wall (SPSW)
2. horizontal boundary element (HBE)
3. vertical boundary element (VBE)
4. coupling beam
5. steel plate shear wall- with coupling
6. shell

منابع (References)

1. Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T. and Lin, C.H. "Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 582-589 (2011).
2. Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S. "Hysteretic characteristics of unstiffened perforated steel plates shear panels", *Thin-Walled Struct.*, **14**(2), pp. 139-151 (1992).
3. Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E. and Kharrazi, M.H.K. "Shear analysis and design of ductile steel plate walls", *J. Struct. Eng., ASCE*, **131**(6) (2005).
4. Sabouri-Ghomi, S. "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *J. Constr. Steel Res.*, **75**, pp. 152-159 (2012).
5. Hosseinzadeh, S.A.A. and Tehranizadeh, M. "The wall-frame interaction effect in steel plate shear wall systems", *Journal of Constructional Steel Research*, **98**, pp. 88-99 (2014).
6. Hosseinzadeh, S.A.A. and Tehranizadeh, M. "Behavioral characteristics of code designed steel plate shear wall systems", *Journal of Constructional Steel Research*, **99**, pp. 72-84 (2014).
7. Guo, H.-C., Hao, J.-P. and Liu, Y.-H. "Behavior of stiffened and unstiffened steel plate shear walls considering joint properties", *Thin-Walled Structures*, **97**, pp. 53-62 (2015).
8. Nateghi, F. and Alavi, E. "Non-linear behavior and shear strength of diagonally stiffened steel plate shear walls", *Int. J. Eng. Trans.*, **B22**(4), pp. 343-356 (2009).
9. Alavi, E. and Nateghi, F. "Experimental study on diagonally stiffened steel plate shear walls with central perforation", *J. Constr. Steel Res.*, **89**, pp. 9-20 (2013).
10. Deylami, A. and Rowghani-Kashani, J. "Analysis and design of steel plate shear walls using orthotropic membrane model", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 3338-3345 (2011).
11. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J. "Analysis of steel plate shear walls", Structural Engineering Report No.107, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (1983).
12. Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C. "Postbuckling behavior of steel plate shear walls under cyclic loads", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **119**(2), pp. 588-605 (1993).
13. Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S. "Hysteretic characteristics of unstiffened plate shear panels", *Thin Walled Structures*, **12**(2), pp. 145-162 (1991).

14. Vian, D. and Bruneau, M. "Testing of special LYS steel plate shear walls", *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 978, Vancouver, British Columbia, Canada (2004).
15. Gholhaki, M. and Sattari, M. "Study of behavior of thin steel plate shear walls under vertical and horizontal components of earthquake", *Sharif Civil Engineering Journal*, **2-30**, pp. 133-145 (2015).
16. Qu, B., Guo, X., Pollino, M. and Chi, H. "Effect of column stiffness on drift concentration in steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, **83**, pp. 105-116 (2013).
17. Borello, D.J. and Fahnestock, L.A. "Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling", *Journal of Constructional Steel Research*, **74**, pp. 8-16 (2012).
18. Astaneh-Asl, A. "Seismic behavior and design of steel shear walls", SEAONC Seminar, San Francisco (July, 2001).
19. Topkaya, C. and Kurban, C.O. "Natural periods of steel plate shear wall systems", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(3), pp. 542-551 (2009).
20. Berman, J.W. "Seismic behavior of code designed steel plate shear walls", *Engineering Structures*, **33**(1), pp. 230-244 (2011).
21. Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. "Cyclic test of a four-story steel plate shear wall", *J. Struct. Eng.*, **124**(2), pp. 112-130 (1998).
22. Behbahanifard, M.R., Grondin, G.Y. and Elwi, A.E. "Experimental and numerical investigation of steel plate shear walls", Structural Engineering Rep. No. 254, University of Alberta (2003).
23. Lubell, A.M., Prion, H.G.L., Ventura, C.E. and Rezai, M. "Unstiffened steel plate shear performance under cyclic loading", *J. Struct. Eng.*, **126**(4), pp. 454-460 (2000).
24. Li, C.H. and Tsai, K.C. "Experimental responses of four 2-story narrow steel plate shear walls", *Proceeding of the Structures Congress* (2008).
25. AISC, "Seismic provisions for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago (2005a).
26. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J. "Analysis of steel shear walls", Structural Engineering Report No. 107, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta (1983).
27. Timler, P.A. and Kulak, G.L. "Experimental Study of Steel Plate Shear Wall", Structural Engineering Report No.114, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta (1983).
28. Topkaya, C. and Atasoy, M. "Lateral stiffness of steel plate shear wall systems", *Thin-Walled Structures*, **47**(8-9), pp. 827-835 (2009).
29. Ghodrati Amiri, G. and Mirmiran, B. "The optimum methods of steel plate shear wall modeling", *Sharif Civil Engineering Journal*, **2-27**, pp. 133-138 (2011).
30. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard No.2800-05, (3rd edition) (2005).